

비보강 강판콘크리트 전단벽의 횡하중 성능 및 강도특성에 대한 실험적 평가

Experimental Investigation of the Lateral Load Capacity and Strength Characteristics of a Steel Plate Concrete (SC) Shear Wall

조성국¹⁾ · 소기환²⁾ · 김두기³⁾ · 권민호⁴⁾

Cho, Sung Gook · So, Gi Hwan · Kim, Dookie · Kwon, Min-Ho

국문 요약 >> 최근 국내에서는 원자력발전소의 모듈화 공법에 적용하기 위하여 SC(steel plate concrete) 구조를 개발하는 연구를 진행하고 있다. 이 연구에서는 전단보강이 없는 비보강 SC 전단벽의 횡방향 내진성능 및 강성특성에 대하여 분석하기 위하여 전단벽 모형 시편을 제작하고, 이를 대상으로 정적가력실험을 수행하였다. 실험 결과를 이용하여, 이 논문에서는 비보강 SC 구조의 횡력에 대한 파괴 모드의 유형을 분석하고, 단면강도와 부재의 강성 특성을 검토하였다. 그리고 SC 구조용 설계기준에서 제시하는 단면의 강도 계산식과 실험결과를 비교하였다. 연구결과, 비보강 SC 전단벽의 파괴 형태의 하나는 콘크리트와 강판의 부착 상실로 인한 휨전단파괴라는 사실을 발견하였다. SC 구조 전단벽의 벽체 길이방향 거동은 파괴 시까지 벽체 외측의 강판이 내부 콘크리트를 구속하는 효과를 기대할 수 있으므로 연성능력이 향상되는 것이 확인되었다

주요어 SC 구조, 내진성능, 강성특성, 정적가력실험, 파괴모드, 단면강도

ABSTRACT >> Research on steel plate concrete (SC) structures for the modularization of nuclear power plants have been performed recently in Korea. In this study, the seismic capacity and stiffness characteristics of unstiffened SC shear walls under the effects of earthquakes were investigated through static pushover tests. Failure modes, sectional strength, and stiffness characteristics of SC structures under lateral loads were inspected by analyzing the experimental results. The strengths obtained by the experiments were also compared with those derived by the design code of the SC structures. One of the main failures of unstiffened SC shear walls was found to be the type of bending shear failure due to the debonding of the steel plate at the concrete interface. The ductility capacity of SC structures was also confirmed to be improved, which is considered to be a confining effect on steel plates in the longitudinal behavior of SC structures.

Key words Steel plate concrete structure, Seismic capacity, Stiffness characteristics, Pushover test, Failure mode, Sectional strength

1. 서론

원자력발전소(이하, 원전)에 포함된 구조물, 기기, 계통을 일체화시켜 공장제작한 후, 현장에서 조립하는 모듈화 공법

의 개발이 진행되고 있다. 원전 구조물의 모듈화 공법¹⁾의 전제는 기존의 RC(reinforced concrete) 구조를 대신하여 SC(steel plate concrete) 구조를 적용하는 것이다. 원전의 모듈화 공법에 적용하는 SC 구조는 일반적인 합성구조(composite structure)와는 다르게 강판이 콘크리트의 외부에 설치됨으로써 인장 부재와 휨 부재의 기능을 담당하고, 동시에 거푸집의 역할도 수행하므로 기존의 RC 구조에 비해 건설기간의 단축이 가능하다. SC 구조 형식을 원전의 안전관련 구조물에 채택하기 위해서는 정확한 구조적 거동 분석과 역학적 특성에 대한 연구가 요구된다.

과거에 콘크리트-강 합성 구조를 적용한 구조물 설계 사례의 대부분은 강관 내부에 콘크리트를 채운 기둥 혹은 구

¹⁾ 정회원·(주)제이스코리아 기술연구소, 소장
(교신저자: sgcho@jacekorea.com)

²⁾ 정회원·(주)제이스코리아 기술연구소, 연구원

³⁾ 정회원·군산대학교, 토목공학과, 부교수

⁴⁾ 정회원·경상대학교, 공학연구원, 토목공학과, 부교수

본 논문에 대한 토의를 2012년 12월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2012. 7. 7 / 수정일 1차: 2012. 8. 22, 2차: 2012. 9. 11 / 게재확정일 : 2012. 9. 17)

© 2012EESK www.eesk.or.kr

조용 강재를 콘크리트로 감싼 기둥 또는 구조용 강재의 압축부에 콘크리트를 합성한 합성보와 같은 선형 부재에 적용한 것들이다. 최근에 세계 주요 원전 보유 국가들은 원전의 안전관련 구조물에 SC 구조를 적용하려고 시도하고 있으며, 일본에서는 시범적으로 원전에 속한 구조물에 SC구조를 적용한 사례^{(2),(3)}가 있다. 이처럼, SC 구조는 시공기간의 단축 등을 기대할 수 있으므로 일반 산업계보다도 원전 분야에서 선도적으로 시도하고 있는 구조형식이다.

보 혹은 기둥과 같은 구조부재의 일부를 합성부재로 형성하는 것과 비교하여 SC 구조는 설계적인 측면과 시공적인 측면에서 큰 차이가 있다. SC 구조는 건물을 형성하는 주요 부재로서 벽체와 슬래브 등에 전면적으로 SC 합성 판 부재를 배치하는 형식이다. SC 구조는 강판 사이에 콘크리트를 타설하고, 강판의 내면에는 스티드(stud)를 설치하여 콘크리트와 강재의 전단연결을 도모함으로써 합성작용을 기대하는 형식이다.

SC 구조는 새롭게 시도하는 구조형식으로서 연구의 역사가 길지 않다. 다른 국가에 비해서 일본은 선도적으로 SC 구조를 개발하여 왔으며, 2004년 카시와자키 가리와 원전에 세계 최초로 원전용 SC 건물을 완공하였다. 그리고 이를 이용하여 SC 구조에 대한 동적특성에 대한 연구^{(2),(3)}를 수행하였다. 일본 이외의 다른 국가에서 수행된 연구로서 Zhao 등⁽⁴⁾은 실험을 통하여 SC 전단벽에 대한 지진 거동에 대하여 연구하고, 스마트 건물을 대상으로 적용성을 검토하였다. 그러나 이 연구는 완전한 SC 구조를 대상으로 하기보다는 RC전단벽을 강판으로 보강한 형식으로서 현재 원전 분야에서 시도하고 구조형식과 차이가 있다. 그리고 해외에서는 강판 전단벽체의 강성특성⁽⁵⁾과 지진거동⁽⁶⁾, SC 모멘트 프레임의 내진성능⁽⁷⁾ 혹은 콘크리트로 채워진 강재 튜브⁽⁸⁾의 거동에 대한 연구가 수행되었을 뿐, SC 전단벽 구조의 내진성능에 대한 실험적 연구사례는 부족하다.

국내에서도 SC 구조의 거동특성에 관한 기초 연구⁽⁹⁾를 시작으로 주로 최근에 관련 연구가 진행되고 있다. 국내에서 발표되고 있는 대부분의 SC 구조 관련 연구 결과는 정적 거동의 분석^{(10),(11)}과 부재 자체의 강성 및 강도⁽¹²⁾ 혹은 접합부의 강도⁽¹³⁾에 관한 것으로 집중되어 있다. 그리고 콘크리트와 강판의 합성작용을 위한 스티드의 연결^{(14),(15)} 및 SC 구조의 역학특성⁽¹⁶⁾, 휨하중 특성⁽¹⁷⁾, 전단하중 특성⁽¹⁸⁾에 관한 실험 연구가 이어졌다. 국내에서는 SC 구조를 원전에 적용하기 위한 국내의 설계기준인 전력산업기준(KEPIC) SNG⁽¹⁹⁾가 개발되었다. SC 구조의 동특성에 관한 연구로 이승준 등⁽²⁰⁾은 자유진동실험을 통하여 SC 구조의 감쇠비 값

을 제시하였다.

현재까지 조사된 바에 의하면, SC 구조요소의 강성특성의 분석이나 파괴모드에 대하여 심도 있는 분석결과를 제시한 국내의 연구 사례는 선진 외국에 비하여 부족하다. 이 연구에서는 SC 벽체 시편을 제작하여 정적 하중 가력실험을 수행하였다. 이 가력실험을 통해 SC 벽체 시편의 합성거동에 관한 수평강성을 분석하고, 파괴형상을 관찰하였다. 또한 설계기준에 따라 SC 벽체 시편의 휨강도와 전단강도를 계산하고, 이를 실험에서 구한 최대하중과 비교하였다.

2. 횡방향 가력실험

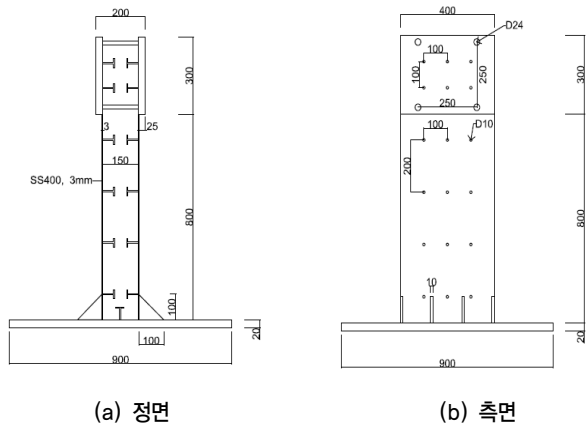
2.1 실험 계획 및 시편 설계

설계기준에서 분류하는 SC 구조의 주요 부재는 ‘비보강 SC 벽체’, ‘보강 SC 벽체’와 ‘하부 SC 슬래브’이다. 보강 벽체와 비보강 벽체는 표면 강판에 구조용 리브가 있는 경우와 없는 경우로 구분되는 것이고, 두 경우에 강판 내부는 스티드로 보강하여 강판과 콘크리트의 합성거동을 기대한다. 이 연구에서는 비보강 SC 전단벽 구조의 횡하중 거동과 SC 합성구조의 단면강도 및 부재의 강성 특성을 분석하였다. 이를 위해 관련 설계기준의 규정을 적용하여 비보강 SC 벽체 모형 시편을 제작하였다. 그리고 시편 벽체의 길이방향(X-방향)과 두께방향(Y-방향)으로 단조증가하중에 의한 가력실험을 계획하고, 각 방향별로 동일한 시편을 3개씩 제작하였다. 이 연구에서 계획한 시편의 명칭을 표 1에 정리하였다.

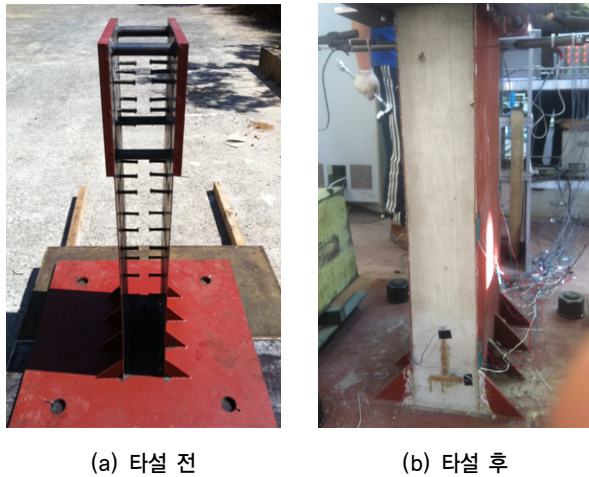
SC 벽체 시편의 설계에서는 선형 연구 사례에서 제작한 SC 구조 시편의 설계를 참조하고, KEPIC SNG의 규정을 반영하여 강판의 두께와 스티드의 수량을 결정하였다. 시편의 크기는 높이 1100mm, 길이 400mm, 두께 150mm이고, 두 장의 표면 강판 사이에 콘크리트가 타설된 형태로서 그림 1과 같은 형상이다. 벽체 좌우측에 배치한 표면 강판의 두께는 3mm이고, 강판의 내면에는 벽체의 길이방향으로 3개씩 벽체 높이를 따라 6줄의 스티드를 배열하여 강판 내측에 용접으로 접합하였다. 그리고 시편의 하단에는 20mm 두께의 강판으로 기초판을 형성하여 실험실의 반력대에 고정

〈표 1〉 시편의 명칭

	시편 1	시편 2	시편 3
길이방향	SXP1	SXP2	SXP3
두께방향	SYP1	SYP2	SYP3



〈그림 1〉 시편의 제원



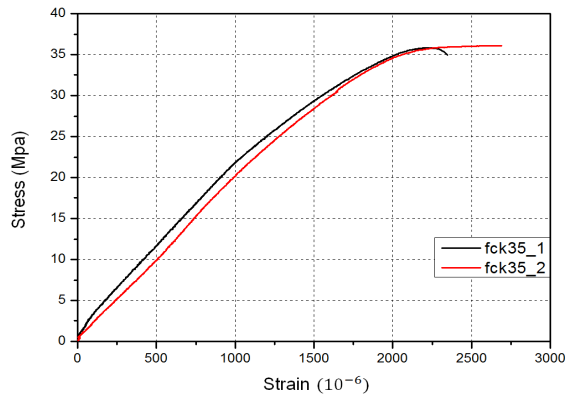
〈그림 2〉 시편의 형상

력 볼트를 이용하여 고정하였다. 벽체와 기초판의 전단연결에 대한 보강을 위하여 벽체 하단의 중앙부를 따라 기초판에도 3개의 스티드를 용접으로 접합하였다.

사용된 모든 스티드의 직경은 8mm이고, 길이는 45mm이다. 벽체의 좌우측 표면 강관의 하단에는 10mm 두께의 철판 리브(rib) 4개를 보강하였다. 시편의 상부에는 가력에 의한 파손을 방지하고, 아울러 벽체의 동특성을 고려하여 질량을 추가할 목적으로 25mm 철판을 벽체 양쪽에 보강하였다. 기초판을 제외한 벽체 시편의 총 무게는 193kg으로 계량되었으며, 각 시편당 무게의 편차는 ± 0.5kg이다. 그림 2에서 콘크리트 타설 전후의 시편의 형상을 확인할 수 있다. 시편에 사용된 강관의 종류는 SS400 일반 구조용 강재로서 항복강도는 400MPa이고, 콘크리트의 설계강도는 35MPa 이 되도록 배합설계 하였다. 시편에 타설된 콘크리트는 KS F 2402의 규정에 따라 표준공시체를 제작하고 압축강도 시험을 수행하였다. 콘크리트 공시체의 압축강도는 표 2에 보인 바와 같으며, 응력-변형률 곡선은 그림 3에 보인 바와 같

〈표 2〉 콘크리트 표준공시체의 압축강도

공시체	강도	압축강도(MPa)		
		7일	14일	28일
공시체 1		22.9	28.7	34.9
공시체 2		25.6	33.5	33.6
공시체 3		26.3	31.7	37.0
평균		24.9	31.3	35.2



〈그림 3〉 콘크리트 공시체의 응력-변형률 곡선

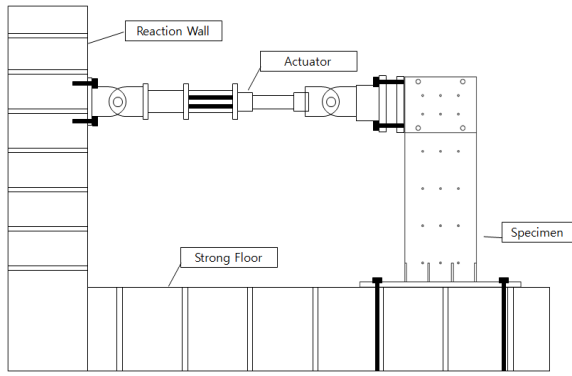
다. 표 2와 그림 3에서 시편에 타설된 콘크리트의 설계기준 강도가 35MPa에 도달하였음을 알 수 있다.

2.2 실험 방법

정적 가력실험은 벽체 길이방향과 두께방향으로 구분하여 수행하였고, 벽체가 파괴에 도달할 때까지 횡방향으로 하중을 서서히 단조 증가시키면서 가력하였다. 실험에는 500kN 용량의 서보식 가력장치(actuator)가 사용되었다. 실험 전 시편과 가력장치에 연결된 가력보(actuator beam)를 반력벽과 반력바닥에 볼트와 너트로 고정함으로써 하중을 가력하는 동안 시편의 이동을 방지하였다. 실험을 위하여 반력대에 설치된 시편과 실험장치의 형태를 그림 4에 나타내었다.

시편의 가력 위치와 계측기의 설치 형태는 그림 5에 보인 바와 같다. 벽체의 변형률을 측정하기 위해 좌우측 강관과 벽체 양측면의 콘크리트 면에 각각 강재용 3축 스트레인게이지 4개씩 총 8개와 콘크리트용 1축 스트레인게이지 2개씩 총 4개를 부착하였다. 횡변위의 계측을 위하여 변위계 LVDT는 가력부 반대편 중앙에 설치하였다.

실험이 진행되는 동안 벽체의 비틀림 여부를 확인하기 위하여 벽체의 양 측면 상부 2곳에도 추가의 LVDT를 설치하였다. 두께방향 실험에서는 가력방향과 LVDT의 계측 방향이 90° 회전하였을 뿐 스트레인게이지는 길이방향 실험과 동일한 위치에 부착하였다.

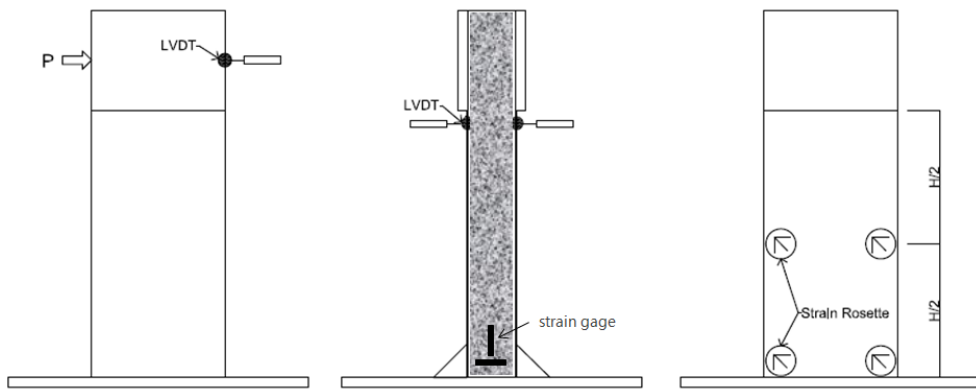


(a) 설치도



(b) 실험 광경

〈그림 4〉 가력장치와 시편의 설치



〈그림 5〉 가력 위치 및 계측기 설치

3. 실험 결과

3.1 파괴모드

3.1.1 벽체 길이방향

벽체 길이방향에 대한 가력실험에서 3개의 시편에 공통적으로 나타난 파괴 양상은 그림 6에 정리한 사진과 같이 요약된다. 가력하중의 초기에 시편의 콘크리트에는 휨균열이 발생하고 이후 콘크리트와 측면 강판이 분리되기 시작하고, 강판에 심한 인장변형 혹은 좌굴변형이 발생될 때까지 연성파괴 형태를 보이다가 시편이 휨-전단 파괴상태에 도달하였다.

실험에서 SXP1 시편은 14mm의 횡변위가 발생할 때, 측면 강판이 벌어지고, 22mm의 변위에서 벽체의 하단으로부터 1/3 위치에서 콘크리트에 휨균열이 발생하였다. 이후, SXP1은 61mm 변위가 발생한 상태에서 압축측 콘크리트가 파쇄되기 시작하고, 74mm의 횡변위가 발생하였을 때, 콘크리트에 전단 균열이 발생하고, 변위가 105mm에 도달할 때까지 변형이 크게 증가되었다.

SXP2 시편은 약 20mm의 횡변위가 발생하였을 때, 벽체



(a) 휨균열 (b) 강판 분리 (c) 파괴 상태

〈그림 6〉 길이방향 하중에 의한 벽체의 파괴 형태

에 휨균열이 발생하고, 25mm 변위에서 측면 강판이 벌어지기 시작하였다. SXP2 콘크리트의 압축균열은 횡변위 56mm에서 발생하고, 횡변위 65mm일 때까지 균열의 수와 폭이 증가하다가 횡변위 85mm일 때, 콘크리트에 전단균열이 발생하고, 118mm까지 횡변위가 크게 증가하였다. SXP3의 경우에는 횡변위 13mm에서 콘크리트에 휨균열이 발생하고, 횡변위 21mm일 때 콘크리트에 압축균열이 발생한 후,



(a) 횡균열 (b) 강판 분리 (c) 전단파괴
 <그림 7> 두께방향 하중에 의한 벽체의 파괴 형태

변위 60mm일 때, 압축측 콘크리트 균열의 수와 폭이 크게 증가하였다. 그리고 SXP3는 횡변위 73mm일 때 콘크리트에 전단균열이 발생하고, 이후 118mm의 횡변위 도달할 때까지 변형이 크게 증가하였다. 3개의 시편에서 횡변위가 각각 61mm, 65mm, 60mm 발생하였을 때, 평균 117.6kN의 최대하중이 작용하였다.

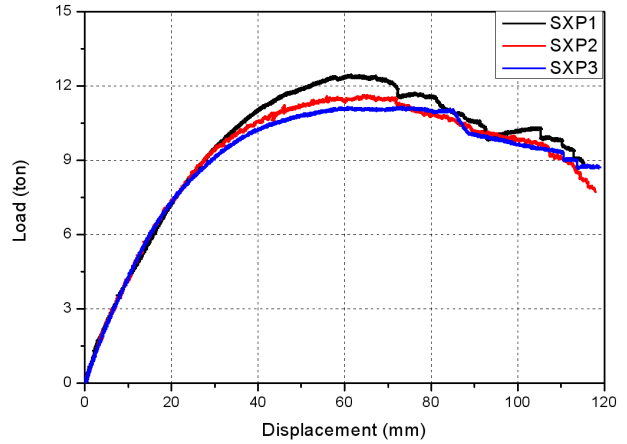
3.1.2 벽체 두께방향

벽체의 두께방향 즉, 면외 휨방향에 대한 가력실험에서 발생한 시편의 파괴 양상은 그림 7에 보인 바와 같이 요약된다. 시편에 하중이 가해짐에 따라 공통적으로 초기단계에서 콘크리트 하부에 휨 균열이 발생하고 이후 측면 강판이 벌어지기 시작하였으며 최대 가력하중에 도달할 때, 급격한 전단균열이 발생하며 취성파괴에 도달하여, 실험이 종료되는 양상을 보였다. 3개의 시편은 공통적으로 10mm 정도의 횡변위에서 콘크리트에 휨균열이 발생하였고, 20mm의 횡변위 상태에서 측면 강판이 벌어지고, 이후 39mm ~ 49mm의 횡변위가 발생한 상태에서 압축측 강판은 좌굴되고, 벽체는 취성파괴에 도달하였다.

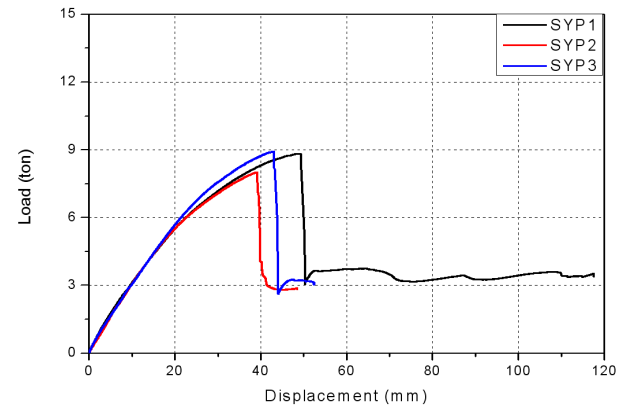
3.2 하중-변위 관계 곡선

벽체 길이방향과 두께방향에 대한 가력실험에서 얻은 하중 변위 관계 곡선을 그림 8과 그림 9에 나타내었다. 실험결과, 각 방향별로 세 개의 시편은 초기강성이 일치하고 전반적으로 매우 유사한 형태의 힘-변위 관계를 보이고 있다. 각 곡선은 벽체 길이방향으로는 약 120kN, 두께방향으로는 약 90kN의 최대하중을 보이고 있다.

벽체의 길이방향으로 약 40mm의 횡변위가 발생할 때까지 하중은 점진적으로 증가하다가 이후 60mm 정도의 변위가 발생할 때 각 시편에는 최대하중이 작용하고, 이후 하중



<그림 8> 벽체 길이방향 하중-변위 곡선

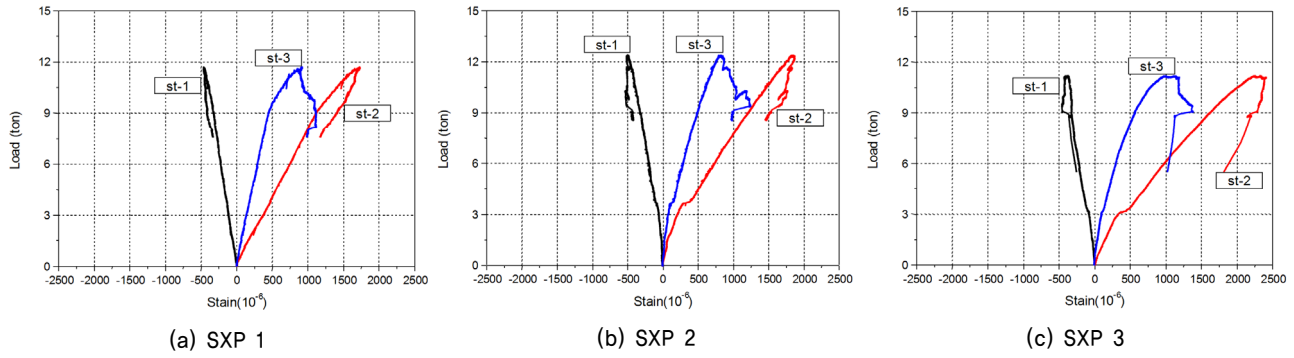


<그림 9> 벽체 두께방향 하중-변위 곡선

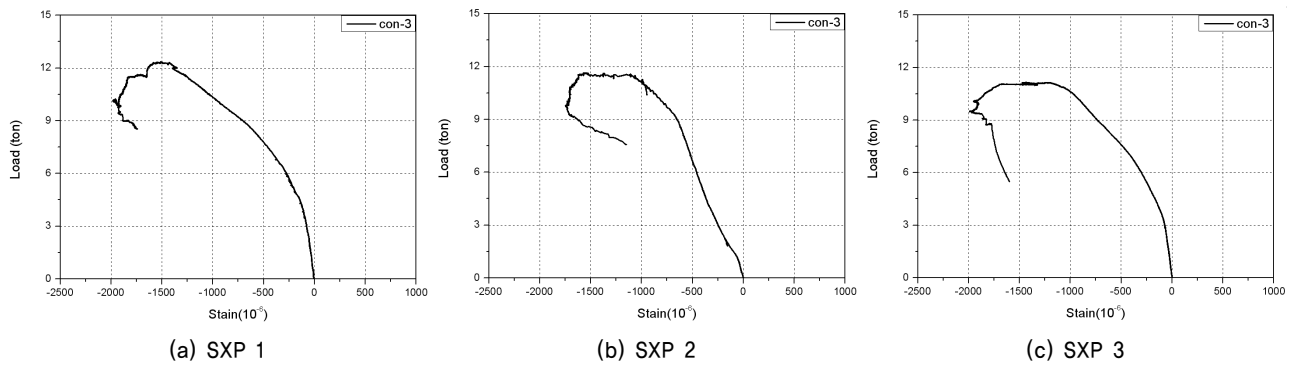
은 서서히 감소하면서 변위는 약 118mm까지 크게 증가하는 동안 시편은 큰 연성능력을 보인다. 반면에 벽체 두께방향의 경우는 변위가 약 40~50mm일 때 시편이 취성파괴를 일으키며 하중이 급격하게 감소하였다.

실험 결과에서, 벽체는 길이방향의 거동이 두께방향에 비하여 훨씬 더 큰 연성능력을 보이고 있다. 이것은 벽체 길이 방향으로 벽체 양쪽 측면의 표면 강판이 내부의 콘크리트를 구속하고 있기 때문인 것으로 판단된다. 반면에 시편은 벽체의 두께방향으로 급격한 취성파괴를 일으킨다. 이는 두께 방향으로 표면 강판이 콘크리트의 압축부와 인장부에 대한 보강 효과로 인한 우력모멘트강도를 발휘하지 못하고 압축측 강판에 좌굴이 발생하고, 아울러 강판이 벌어지기 시작하면서 더 이상 강관콘크리트의 합성 거동을 발휘하지 못하기 때문인 것으로 판단된다.

SC 벽체는 콘크리트의 건조수축 등에 기인하여 내부의 콘크리트가 표면 강판과 분리될 가능성이 있으므로 충분한 전단연결의 보강이 마련되지 않으면, 강판과 콘크리트는 시공 직후부터 부착이 분리된 상태에서 강판-콘크리트의 합성 거동을 기대할 수 없을 가능성이 존재한다. 또한, 그림 9에



〈그림 10〉 강재 변형률 곡선 (벽체 길이방향 실험)



〈그림 11〉 콘크리트 변형률 곡선 (벽체 길이방향 실험)

서 보는 바와 같이, 동일한 설계로 제작된 SC 벽체라 하더라도 시공 과정에서 강판과 콘크리트의 부착성능이 달라질 수 있으므로 이로 인해 SC벽체의 면의 휨성능은 달라질 수 있다. 따라서 SC구조의 설계시 이 사실을 고려할 필요가 있다.

3.3 하중-변형률 관계

3.3.1 벽체 길이방향

벽체 길이방향 실험에서 측정한, 각 시편의 강재 변형률을 그림 10에 나타내었다. 그림 10은 시편의 우측 강판의 중간 높이에서 가력하는 면과 가까운 쪽에 부착한 계측기로부터 기록된 변형률로서 ST-1, ST-2, ST-3은 각각 수평, 수직, 경사 방향 계측기의 번호이다. 세 개의 시편에서 수직 방향 계측기인 ST-2의 변형률이 가장 크게 나타나고 있다. 그림에서, 수직 방향과 경사 방향 계측기는 인장되고, 수평방향의 계측기는 압축되었다. 각 변형률은 약 30kN의 하중이 재하되었을 때, 1차 항복 상태를 보이고, 이후 최대 하중에 도달할 때까지 변형률은 비선형적으로 증가하고 있음을 알 수 있다.

그림 11은 콘크리트 변형률로서 가력하는 면의 반대쪽 면의 하단에 설치한 수직 방향 계측기이다. 그림에서 콘크리트는 압축 변형하고, 3개 시편의 변형률 곡선은 비슷한 형태를 보임을 알 수 있다. 그리고 각 시편의 콘크리트 압축

변형률은 약 30kN의 하중상태까지는 선형적으로 증가하다가 이후에 최대 하중이 재하될 때까지 비선형적으로 증가하며 파괴에 도달한다.

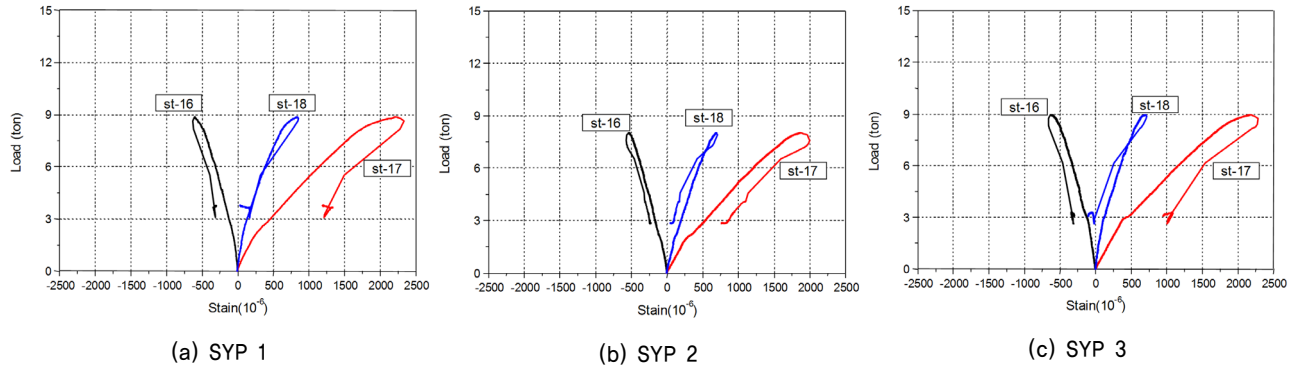
3.3.2 벽체 두께방향

벽체 두께방향 실험에서 측정한, 각 시편의 강재 변형률을 그림 12에 나타내었다. 그림 12는 가력하는 면의 중간 높이에서 기록된 변형률로서 ST-16, ST-17, ST-18은 각각 수평, 수직, 경사 방향 계측기의 번호이다. 세 개의 시편에서 수직 방향 계측기의 변형률이 가장 크게 나타나고 있고, 전체적인 곡선의 형태는 길이방향의 실험에서와 유사하다.

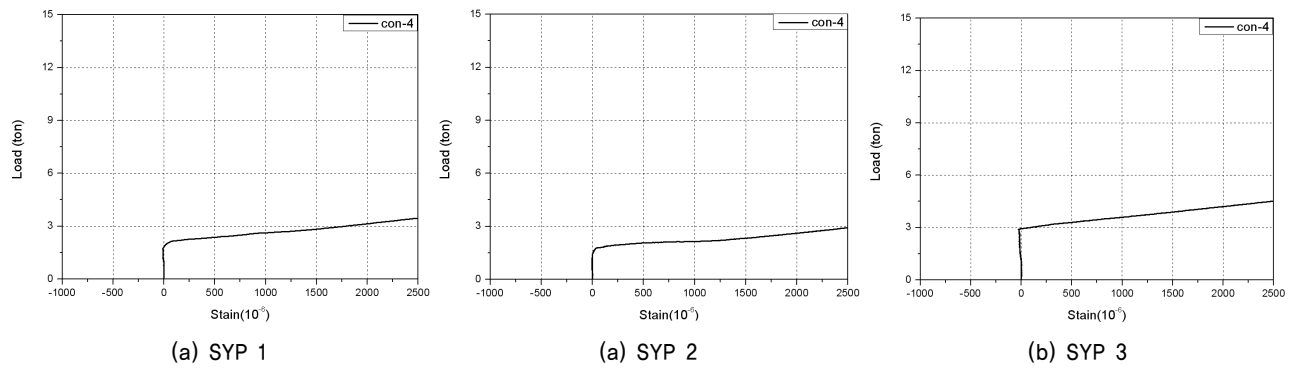
그림 13은 콘크리트 변형률로서 가력하는 면의 반대쪽 면의 하단에 설치한 수직 방향 계측기이다. 그림에서 콘크리트는 약 30kN의 하중이 재하될 때까지, 거의 변형되지 않고, 그 이후에 갑자기 큰 인장 변형이 발생하면서 파괴되고 있음을 알 수 있다. 즉, 시편의 두께방향으로 약 30kN의 하중이 재하되었을 때, 콘크리트에는 휨균열이 발생하였음을 알 수 있다.

3.4 강성 평가

시편의 강성을 평가하기 위하여 탄성강성 즉, 초기강성과



〈그림 12〉 강재 변형을 곡선 (벽체 두께방향 실험)



〈그림 13〉 콘크리트 변형을 곡선 (벽체 두께방향 실험)

〈표 3〉 시편의 초기 강성

	시편명	하중 (kN)		변위 (mm)		강성 (kN/mm)	
		$0.5P_u$	P_u	$\Delta_{0.5P_u}$	Δ_{P_u}	초기 강성	극한 강성
벽체 길이 방향	SXP1	62.3	124.7	16.53	61	3.78	2.04
	SXP2	58.3	116.5	14.49	65	4.02	1.79
	SXP3	55.8	111.7	13.78	73	4.05	1.53
벽체 두께 방향	SYP1	44.2	88.3	15.15	49	2.92	1.80
	SYP2	40.1	80.2	13.48	39	2.97	2.06
	SYP3	44.7	89.3	15.18	43	2.94	2.08

비탄성강성 즉, 극한강성을 평가하였다. 이때, 극한강성은 최대하중이 작용할 때의 등가강성으로서 하중-변위 곡선에서 하중이 0인 점과 최대하중 P_u 일 때의 점을 연결한 직선의 기울기이다. 그리고 초기강성은 하중-변위 곡선의 초기 구간에 접하는 직선의 기울로서 하중이 0인 점과 $0.5P_u$ 일 때의 점을 연결하는 할선강성으로 평가하였다. 그림 8과 그림 9에 보인 하중-변위 곡선으로부터 계산된 강성을 표 3에 나타내었다. 표에서 $\Delta_{0.5P_u}$ 는 $0.5P_u$ 가 작용할 때 발생된 변위이고, Δ_{P_u} 는 최대하중이 작용할 때의 변위이다.

계산결과, 각 시편의 초기강성은 방향별로 서로 거의 일치하고, 벽체 길이방향의 강성이 벽체 두께방향의 강성에 비하여 더 크다. 반면에 극한강도의 강성은 길이방향과 두께방향으로 큰 차이가 없다. 시편을 탄소성시스템으로 가정하여 초기강성의 기울기를 이용하여 구한 항복변형과 시편의 최대변형의 비, 즉 변위연성도를 계산하면, 벽체 길이방향으로는 약 5이상으로 큰 연성능력을 보유하고 있고, 두께방향으로는 2이하로서 연성능력이 매우 적다.

4. 강도검토

다음은 실험을 통해 계측된 시편의 최대하중을 설계기준에 제시된 식으로 계산한 단면강도와 비교하였다. SC 구조의 설계에 이용하는 설계기준은 KEPIC SNG로서, 이 기준은 비보강 SC 벽체의 공칭강도를 면의 휨강도, 면내전단강도, 면외전단강도로 구분하여 제시하고 있다.

4.1 벽체 길이방향 파괴강도

KEPIC SNG의 규정에서 비보강 SC 벽체의 공칭 면내전단강도 $V_{n,X}$ 는 다음 식 (1)과 같이 규정하고 있다.

$$V_{nX} = 2 \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} F_{yp} A_p \quad (1)$$

여기서, F_{yp} 는 강판의 설계기준 항복강도, A_p 는 한쪽면의 표면강판 단면적, 그리고 K_α 와 K_β 는 등가강성계수로서 다음 식 (2)와 같이 구한다.

$$K_\alpha = 2G_s A_p \quad (2a)$$

$$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{E'_c A_c} + \frac{1 - \nu_s}{E_s A_p}} \quad (2b)$$

여기서, G_s 는 강제 전단탄성계수, ν_s 는 강재의 포아송비, E'_c 는 콘크리트의 인장균열을 고려한 탄성계수이다.

보통의 경우에 벽체의 길이방향 휨강도 즉 면내 휨강도는 매우 크다. 이에 따라 현행 설계기준인 KEPIC SNG에 별도로 계산식이 제시되어 있지 않으므로 이 연구에서는 무근 콘크리트에 얇은 강판이 보강된 SC 단면에 대하여 콘크리트의 균열모멘트와 얇은 강판의 좌굴강도를 고려한 좌굴모멘트의 조합을 면내 휨강도 M_{nX} 로 가정하고, 다음과 같이 계산하였다.

$$M_{nX} = M_{cr} + 2M_p \quad (3)$$

여기서, M_{cr} : 콘크리트 균열모멘트 $\left(= \sqrt{f_{ck}} \frac{t_c L^2}{3} \right)$

M_p : 강판의 좌굴모멘트 $\left(= \frac{2}{3} t_p B^2 \sigma_{by} \right)$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

σ_{by} : 강판의 좌굴강도(MPa)

t_c : 콘크리트의 두께(mm)

t_p : 표면 강판의 두께(mm)

L : 벽체의 길이(mm)

B : 스티드의 연직간격(mm)

강판의 판좌굴강도이론에 의하면, 좌굴강판의 좌굴강도⁽¹⁹⁾는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\sigma_{by} = \frac{\pi^2 E_s}{12(1 - \nu_s^2) \left(\frac{K_p B}{t_p} \right)^2} \quad (4)$$

여기서, E_s : 강판의 탄성계수(N/mm²)

ν_s : 강판의 포아송비($\nu = 0.3$)

K_p : 스티드로 횡지지된 표면강판의 좌굴길이계수
($K_p = 0.5$)

4.2 벽체 두께방향 파괴강도

KEPIC SNG에 따라, 전단보강이 없는 SC 단면의 공칭면외전단강도 V_{nY} 는 다음과 같이 계산한다.

$$V_{nY} = V_{cr} + V_{ar} \quad (5)$$

여기서, V_{cr} 은 균열전 전단전달한계에서 결정되는 공칭면외전단강도로서 식 (6)과 같이 계산되고, V_{ar} 은 아치 기구에 의한 공칭면외전단강도($V_{ar} = 0$)이다.

$$V_{cr} = 0.16 \sqrt{f_{ck}} L T \quad (6)$$

여기서, T 는 선정 대상 부분의 벽 두께(mm)

KEPIC SNG에 따라 SC 벽체의 면외휨강도는 다음과 같이 계산한다.

$$M_n = F_{cr} A_p (T - t_p) + (F_{yp} - F_{cr}) A_p \left[T - 1.5t_p - 0.5t_p \frac{(F_{yp} - F_{cr})}{0.85f_{ck}} \right] \quad (7)$$

여기서, F_{yp} : 강판의 설계기준항복강도 (MPa)

F_{cr} : 표면강판의 좌굴강도 ($0 \leq F_{cr} < F_{yp}$), (식 8)

A_p : 한쪽면의 표면강판 단면적 (mm²)

$$F_{cr} = \left(1.5 - 0.043 \frac{K_p B}{t_p} - 90\epsilon_n \right) F_{yp} \quad (8)$$

여기서, ϵ_n : 공칭압축변형률 ($= \sigma_{by} / E_s$)

이상의 계산식에 따라 구한 시편의 공칭파괴강도를 표 4에 정리하고, 실험에서 결정된 최대하중과 비교하였다. 시편에 작용한 최대휨모멘트하중 M_u 는 최대하중 P_u 가 벽체 하단으로부터 가력기가 설치된 높이($H = 0.95\text{m}$)에서 일으키는 우력모멘트로 다음과 같이 계산된다.

$$M_u = P_u \cdot H \quad (9)$$

〈표 4〉 벽체의 파괴강도 비교

	벽체 길이방향		벽체 두께방향	
	휨강도	전단강도	휨강도	전단강도
설계 기준	73.3 kN·m*	875.4 kN	60.2 kN·m	58.0 kN
실험치	117.8 kN·m	124.0 kN	76.0 kN·m	80.0 kN

* 이론치 (콘크리트 균열모멘트 + 강관 좌굴모멘트)

표 4에서 확인하는 바와 같이, 설계기준에서 계산된 파괴 강도는 휨강도가 지배하고 있다. 이는 실제 실험에서도 시편의 파괴는 전단파괴 이전에 휨파괴에 도달한 사실과 일치한다. 그리고 설계기준으로 계산된 벽체의 강도는 실험결과에 비하여 벽체 길이방향의 전단강도를 제외하고, 모두 안전측의 결과를 주는 것으로 확인되었다.

벽체 길이방향으로는 실험치에 비하여 설계기준의 계산식이 전단강도를 훨씬 크게 산출하고 있으나, 이는 본 실험에 적용한 벽체의 길이와 벽체 상단의 경계조건 등의 이유로 벽체가 전단거동이라기 보다는 휨 거동을 하였기 때문으로 판단된다. 이에 대하여 전단강도에 대한 검토를 위하여 향후 추가 실험을 통한 보완 연구가 필요하다. 그리고 현행 설계기준에서 벽체의 길이방향에 대한 휨강도 계산식이 제시되어 있지 않으므로 이 연구에서는 판의 면내휨강도를 이론식에 따라 구하였으며, 실험결과와 비교하여 합리적인 결과를 산출하였다. 개구부 등이 포함된 SC 벽체는 벽체 길이방향으로 휨강도가 설계의 지배적인 강도가 될 수 있으므로, 향후 벽체 길이방향의 면내휨강도에 대한 설계기준의 보완이 필요한 것으로 판단된다.

5. 결론

이 연구에서는 비보강 SC 전단벽을 대상으로 횡방향 정적 가력실험을 수행하고, 벽체의 거동특성, 파괴형태 및 부재의 강성 특성을 분석하고, 설계기준의 강도 계산식을 검토하였다. 연구를 통하여, 실험 결과와 강도의 계산식을 분석하고 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 비보강 SC 벽체는 벽체의 길이방향과 두께방향으로 작용하는 강한 횡력에 의해 강판에 부착한 스티드의 용접부 파손과 외측 강판의 벌어짐 또는 좌굴이 발생할 수 있으며, 이로 인하여 콘크리트와 강판의 부착이 상실되면서 콘크리트-강 합성 기능을 상실하고 벽체가 완전 파손 상태에 도달할 수 있다.
2. 비보강 SC 벽체는 길이방향의 면내 거동이 두께 방향의 면외 거동에 비하여 훨씬 더 큰 연성능력을 보이고, 면외

- 방향으로는 급격한 취성파괴의 형태를 보인다. 이로부터 SC 벽체의 길이방향 거동은 파괴 시까지 표면 강판이 내부 콘크리트를 구속하는 효과를 기대할 수 있으므로 벽체의 내진성능이 향상된다.
3. 비보강 SC 벽체는 콘크리트의 건조수축 등에 기인하여 시공 직후부터 내부의 콘크리트가 표면 강판과 분리될 가능성이 있으므로 충분한 전단연결의 보강이 마련되지 않으면, 강판과 콘크리트의 합성 거동을 기대하기 어려울 가능성이 있다. 그러므로 SC구조의 시공 후에는 강판과 콘크리트의 부착성능을 검사 또는 확인하기 위한 조치가 요구된다.
 4. 비보강 SC 벽체의 하중-변형 곡선은 초기에 선형적으로 증가하다가 항복강도 이후에 비선형적으로 거동하고, 횡력에 대하여 벽체의 길이방향으로 5이상의 변위연성도를 갖는 반면에 벽체의 두께방향으로는 2이하의 낮은 변위연성도를 갖는다.
 5. 국내의 현행 설계기준에서 제시하는 비보강 SC 벽체의 단면강도 계산식은 길이방향의 전단강도를 제외하고 안전측의 결과를 주는 것으로 확인되었다. 더불어 이 연구에서 구현한 실험의 경계조건과 시편 크기의 제한성으로 인하여 벽체 길이방향의 전단강도에 대하여 추가적인 실험연구가 필요하다.
 6. 국내의 현행 설계기준은 비보강 SC 벽체의 면내 휨강도의 계산식을 제공하고 있지 않으나, 향후에 개구부가 포함된 벽체의 일부분 등을 설계하기 위해서는 이에 대한 설계기준의 보완이 필요한 것으로 판단된다.
 7. 이 연구는 제한된 여건으로 인하여 단순한 비보강 SC 전단벽 시편을 대상으로 연구를 수행한 것으로 향후 보다 다양한 시편을 대상으로 보다 확장된 실험을 통하여 다양한 SC전단벽의 동적성능을 진단하는 연구가 필요하다.

감사의 글

본 논문은 2010년도 지식경제부의 재원으로 한국에너지기술평가원(KETEP)의 지원을 받아 수행한 연구과제(과제번호: 20101620100230)의 결과입니다.

참고 문헌

1. 이종보, 이한우, 김종학, “SC 구조 모듈화 기술성 평가 연구,” 2006 대한토목학회 정기학술대회 논문집, 광주광역시 김대중컨벤션센터, 2136-2139, 2006.
2. Ali Niousha, Yukio Naito, Eiji Miyasaka, Shoji Uchiyama,

- “Dynamic Characteristics of a SC Building in Kashiwazaki NPP site using Vibration Test – Part 1: Data analysis and system identification,” Transactions, SMiRT 19, Toronto, Paper #K09/2, 2007.
3. Eiji Miyasaka, Kikus Ishimura, Tomohiro Fujita, Yuji Miyamoto, Atsushi Suzuki, “Dynamic Characteristics of a SC Building in Kashiwazaki NPP site using Vibration Test – Part 2: Simulation Analysis,” Transactions, SMiRT 19, Toronto, Paper #K09/4, 2007.
 4. QiuHong Zhao, Abolhassan Astaneh-Asl, “Seismic Behavior of Composite Shear Wall Systems and Application of Smart Structures Technology,” Steel Structures, Vol. 7, 69-75, 2007.
 5. Chao-Hsien Li, et. al., “Cyclic test of a coupled steel plate shear wall substructure,” J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 41, 1277-1299, 2012.07.
 6. Jeffrey W. Berman, “Seismic behavior of code designed steel plate shear walls,” J. Engineering Structures, Elsevier, Vol. 33, 230-244, 2011.
 7. A. Braconi, O. S. Bursi, G. Fabbrocino, W. Salvatore and R. Tremblay, “Seismic performance of a 3D full-scale high-ductility steel-concrete composite moment-resisting structure—Part I: Design and testing procedure,” J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 40, 21-34, 2011.
 8. Toko Hitaka, Chiaki Matsui and Jun’ichi Sakai, “Cyclic tests on steel and concrete-filled tube frames with slit walls,” J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 36, 707-727, 2007.
 9. 문일환, 유석태, 김태영, 이한우, “SC 구조 거동특성 파악을 위한 기초적 연구,” 원자력 분과, 2006 대한토목학회 정기학술대회 논문집, 광주광역시 김대중컨벤션센터, 429-432, 2006.
 10. 이승준, 최병정, 강신균, “개구부를 갖는 SC 벽체의 거동에 관한 해석적 연구,” 한국강구조학회 논문집, 제21권 제3호, 233-243, 2009.
 11. 한홍수, 최병정, 한권규, “폭두께비에 따른 강판콘크리트구조의 압축거동,” 한국강구조학회 논문집, 제23권 제2호, 229-236, 2011.
 12. 이명재, 이현욱, 진성찬, “SC 구조 평판의 면내전단내력 평가,” 한국강구조학회 논문집, 제20권 제4호, 571-581, 2008.
 13. 김형국, 김우범, 김원기, “SC 구조 벽-바닥 접합부의 내력 및 거동 특성,” 한국강구조학회 논문집, 제20권 제2호, 347-354, 2008.
 14. 최병정, 한홍수, 김원기, 이승준, 김우범, “스터드 간격과 강판 두께의 비를 변수로 한 보강 강판-콘크리트 구조의 압축실험,” 한국강구조학회 논문집, 제20권 제4호, 549-559, 2008.
 15. 최병정, 한홍수, 김원기, 이승준, 김우범, “스터드 간격과 강판 두께의 비를 변수로 한 비보강 강판-콘크리트 구조의 압축실험,” 한국강구조학회 논문집, 제20권 제4호, 561-570, 2008.
 16. 이경진, 함경원, 박동수, “강판콘크리트(SC : Steel Plate Concrete) 보의 온도하중 재하 시 역학적 특성에 관한 실험연구,” 한국강구조학회 논문집, 제21권 제5호, 443-450, 2009.
 17. 이경진, 함경원, 박동수, 김우범, “철근 콘크리트 구조와 강판 콘크리트 구조(Steel Plate Concrete) 이질접합부를 가진 보의 휨 하중 특성에 관한 실험연구,” 한국강구조학회 논문집, 제22권 제5호, 455-467, 2010.
 18. 이경진, 황경민, 함경원, 김우범, “강판콘크리트 구조 이질접합부의 면외 휨/면내 전단하중 특성에 관한 실험연구,” 한국강구조학회 논문집, 제24권 제2호, 137-147, 2012.
 19. 대한전기협회, 전력산업기준, SNG 강판콘크리트구조, 2010
 20. 이승준, 김원기, “SC 구조의 내진설계를 위한 감쇠비,” 한국강구조학회 논문집, 제22권 제5호, 487-496, 2010.